

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

*до виконання практичних занять та самостійної роботи
з дисципліни*

«КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД»

*(для студентів 4-го курсу напрямку підготовки
6.060102 – Архітектура)*

ХАРКІВ – ХНУМГ ім. О. М. БЕКЕТОВА – 2015

Методичні вказівки до виконання практичних занять та самостійної роботи з дисципліни «Конструкції будівель та споруд» (для студентів 4-го курсу напряму підготовки 6.060102 – Архітектура) / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад. : Є. С. Сєдишев. – Харків: ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2015. – 49 с.

Укладач: Є. С. Сєдишев

Рецензент: доц., к.т.н., О. І. Лугченко

Рекомендовано кафедрою «Будівельних конструкцій»,
протокол № 1 від 03.09.2015 року.

ВСТУП. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Методичні вказівки мають на меті ознайомити студентів 4-го курсу напряму підготовки 6.060102 – Архітектура з тематикою практичних занять за дисципліною «Конструкції будівель і споруд», а також допомогти їм при самостійній роботі над вказаною дисципліною.

Дисципліна «Конструкції будівель і споруд» викладається на 3-му і 4-му курсах за 5-й, 6-й і 7-й семестри навчання студентів напряму підготовки 6.060102 «Архітектура». У 7-му семестрі з вказаної дисципліни викладається розділ «Металеві конструкції». Загальний обсяг навчального навантаження у 7-му семестрі: лекції – 15 годин; практичні заняття – 15 годин; самостійна робота студентів – 60 годин.

На практичних заняттях для розглядання і вирішення студентам пропонуються задачі, що мають практичне значення і зустрічаються при проектуванні кожної будівлі і споруди.

Для практичних занять рекомендується використовувати різні літературні джерела: підручники, довідники, посібники, методичні вказівки, нормативну літературу.

До самостійної роботи студентів входять: виконання курсової роботи на тему «Проектування стержнів і вузлів кроквяної ферми покриття» – 20 годин; самостійна робота над заданими темами курсу – 40 годин.

ТЕМАТИКА ПРАКТИЧНИХ ЗАНЯТЬ. РЕКОМЕНДОВАНІ ЗАДАЧІ ДЛЯ РОЗГЛЯДАННЯ

Практичне заняття № 1

1. Марки і класи сталі для будівельних конструкцій.
2. Міцностні і деформативні характеристики сталі. Таблиці за нормами.
3. Сортаменти профілів із сталі. Геометричні характеристики профілів в розрахунках конструкцій.

Сталь це сплав заліза з вуглецем (0,1...0,2%) та іншими домішками.

Сталі для будівельних конструкцій розподіляються:

- за складом – на мало вуглецеві і низьколеговані (легуючи добавки – кремній, марганець, нікель, мідь, молібден, ванадій);
- за способом виготовлення – кипляча (кп), спокійна (сп), напівспокійна (пс).

Залежно від фізико-механічних властивостей сталі розподіляються за класами (C235, C245, C255, C275...C590).

Головні фізико-механічні характеристики сталі:

- щільність $\rho = 78,5 \text{ кН/м}^3$;
- коефіцієнт лінійного розширення $\alpha = 0,12 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- модуль пружності $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;
- модуль зсуву $G = 0,79 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;
- коефіцієнт поперечної деформації (Пуассона) $\nu = 0,3$.

Основними показниками опору сталі силовим впливам є характеристичні опори R_{yn} та R_{um} встановлені відповідно за границею текучості, чи умовної границі текучості, та границею міцності (тимчасовим опором).

Розрахункові опори на розтяг, стиск та згин визначають з урахуванням впливу експлуатаційних факторів:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}; \quad R_u = \frac{R_{um}}{\gamma_m},$$

де γ_m (1,025; 1,05; 1,1) – коефіцієнт надійності за матеріалом.

Розрахунковий опір сталі на зсув (зріз): $R_s = 0,58 \cdot R_y$.

Розрахунковий опір сталі на зминання: $R_p = R_u$.

В сталевих конструкціях застосовується листова і профільна прокатна сталь. Профільна сталь розділяється на сортову (круг, квадрат, штаба (смуга), кутики) і фасонну (двотаври, швелери,

шпунтові та інші фасонні профілі). Також широко застосовуються сортаменти вторинних профілів: зварних, профілі яких зварені з окремих смуг або листів, і гнутих, які виробляються при холодному гнуттю сталевих смуг або листів. Найбільш дешеві це прокатні профілі. Вони безпосередньо з металургійного заводу йдуть на виготовлення металоконструкцій.

Промисловість виготовляє ряд типів профільної сталі за відповідними сортаментами:

- сталь товстолистову товщиною 4...160 мм;
- сталь тонколистову товщиною 0,5...4 мм;
- сталь широкосмугову універсальну товщиною 4...60 мм;
- профільну сталь у вигляді кутиків, швелерів, таврів, двотаврів;
- гнуті профілі товщиною 2...10 мм;
- труби з низько вуглецевої і низьколегованої сталі.

Для профільної сталі в таблицях сортаментів наведено ряд характеристик:

- площа перерізу A (см²);
- моменти інерції I_x , I_y (см⁴);
- моменти опору W_x , W_y (см³);
- радіуси інерції i_x , i_y (см);
- положення центру ваги перерізу;
- маса 1-го погонного метра профілю.

Практичне заняття № 2

- 1. Типи зварних з'єднань та швів.*
- 2. Розрахунки стикових зварних швів.*
- 3. Розрахунки кутових зварних швів.*
- 4. Конструктивні вимоги до зварних з'єднань.*

Сталеві елементи з'єднують між собою зварюванням, болтами або заклепками. Найбільш розповсюджений вид з'єднання – зварювання.

Для з'єднань сталевих конструкцій застосовується електродугова зварка електродами, які плавляться, за типами:

- ручна електродугова зварка;
- автоматична і полу автоматична зварка під флюсом;
- зварка у середі захисного газу;
- електрошлакова зварка.

Зварні з'єднання можуть бути стиковими, напустковими, або комбінованими (кутові, таврові).

Зварні шви в з'єднаннях розрізняються за рядом прикмет:

- по конструкції шва на стикові та кутові. Якщо зусилля діє вздовж кутового шва то він називається фланговим, якщо поперек то лобовим;

- за призначенням на робочі та конструктивні;

- за місцезнаходженням на нижні, вертикальні і стельові;

- за довжиною на неперервні, переривчасті і точкові;

- за кількістю шарів, що накладаються при зварюванні, на однопрохідні і багато прохідні;

- за місцем виробництва на заводські і монтажні;

- за формою шва при зварюванні з обробленням кромки на V-подібні, X-подібні, К-подібні та U-подібні. Кромки виробів, що зварюються, обробляються при великих товщинах металу для спрощення виконання монолітного з'єднання.

Розрахунок з'єднання з стиковим зварним швом при дії поздовжньої сили, що проходить через центр ваги з'єднання, виконують за формулою

$$\sigma_{w,N} = \frac{N}{t \cdot l_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c,$$

де N – розтягуючи або стискаюча сила;

t – товщина зварюваних елементів;

$l_w = (l - 2t)$ – розрахункова довжина шва;

l – фактична довжина шва;

R_{wy} – розрахунковий опір стикового зварного шва дорівнює розрахунковому опору металу R_y , якщо виконується фізичний контроль якості шва, і $0,85R_y$ при відсутності такого контролю;

γ_c – коефіцієнт умов роботи конструкції.

Розрахунок з'єднання з стиковим зварним швом при дії згину за нормальними напруженнями

$$\sigma_{w,M} = \frac{M}{W_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c, \text{ де момент опору шва } W_w = \frac{t \cdot l_w^2}{6}.$$

Якщо крім моменту діє ще поперечна сила, то потрібно розраховувати і на зріз за дотичними напруженнями

$$\tau_w = \frac{Q}{A_w} = \frac{Q}{l_w \cdot t} \leq R_{ws} \cdot \gamma_c,$$

де $R_{ws} = R_s = 0,58R_y$ – розрахунковий опір зварного шва на зсув (зріз).

Розрахунок напусткового або таврового з'єднання з фланговими кутовими швами при дії поздовжньої сили, що проходить через центр ваги з'єднання, виконують за формулами:

по наплавленому металу (за міцністю металу шва)

$$\tau_{wf} = \frac{N}{A_{wf}} = \frac{N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_c,$$

по межі сплавлення (за міцністю металу на межі сплавлення)

$$\tau_{wz} = \frac{N}{A_{wz}} = \frac{N}{n \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_c,$$

де n – кількість швів;

$l_w = (l - 1 \tilde{n}i)$ – розрахункова довжина шва;

k_f – розмір катету шва;

β_f, β_z – коефіцієнти переходу від катета кутового шва до розрахункової ширини перерізу, які призначаються залежно від типу зварювання. Для ручного зварювання $\beta_f = 0,7, \beta_z = 1,0$;

R_{wf}, R_{wz} – розрахункові опори кутових швів зрізу у площині наплавленого металу і металу границі сплавлення.

$$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wm}}{\gamma_{wm}}, R_{wz} = 0,45 R_{um},$$

де R_{wm} – характеристичне значення опору наплавленого металу;

R_{um} – характеристичне значення опору металу границі сплавлення;

$\gamma_{wm} = 1,25$ – коефіцієнт надійності за матеріалом наплавленого металу.

Задача 2.1 Вихідні дані: смуги з сталі класу С245 (розрахунковий опір $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$), які сприймають дію центрального стиснення, з'єднані стиковим зварним швом. Ширина смуг $b = 150$ мм. Товщина смуг – $t = 12$ мм. Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 0,9$.

Потрібно розрахувати несучу здатність з'єднання.

Рішення: Розрахунковий опір стикового зварного шва за границею текучості $R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 240 = 204 \text{ Н/мм}^2$.

Розрахункова довжина шва $l_w = l - 2t = 150 - 2 \cdot 12 = 126 \text{ мм.}$

Несуча здатність зварного шва

$$N \leq l_w \cdot t \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c = 126 \cdot 12 \cdot 204 \cdot 0,9 = 277603 \text{ Н} = 277,6 \text{ кН.}$$

Задача 2.2 Вихідні дані: смуги з сталі класу С235, які сприймають дію центрального розтягнення, з'єднані зварними швами. З'єднання напусткове з фланговими кутовими швами. Розрахунковий опір шва за табл. Д.2 ДБН [2] $R_{wf} = 180 \text{ Н/мм}^2$. Катет зварного шва $k_f = 6 \text{ мм.}$ Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 1$. Зусилля розтягу $N = 150 \text{ кН.}$

Потрібно розрахувати довжину напустку смуг в з'єднанні.

Рішення: Сумарна довжина зварних швів

$$l_w = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{150000}{0,7 \cdot 6 \cdot 180 \cdot 1} = 198 \text{ мм.}$$

Довжина напустку смуги

$$l = 0,5l_w + 10 \text{ мм} = 0,5 \cdot 198 + 10 = 109 \text{ мм.}$$

Округлим довжину напустку в більшу сторону $l = 110 \text{ мм.}$

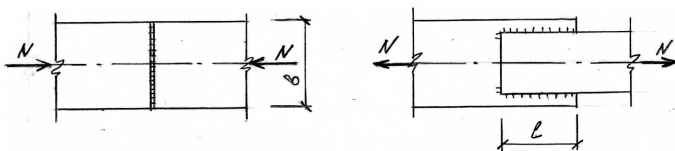


Рисунок 2.1 – Схеми до задач 2.1 і 2.2:

а – до розрахунку стикового зварного шва; б – до розрахунку напусткового з'єднання з кутовими зварними швами

Практичне заняття № 3

1. Конструктивні особливості болтових і заклепувальних з'єднань.
2. Принципи розрахунку болтових і заклепувальних з'єднань.

Крім зварювання в металевих конструкціях застосовують болтові і заклепувальні з'єднання.

Болтові з'єднання застосовують переважно при монтажу металевих конструкцій, тому що спів паданнями отворів елементів, що з'єднуються, автоматично контролюється правильність їх

установлення. Болти дають можливість щільно стягнути елементи. Для встановлення болтів не потребується спеціального устаткування.

Заклепувальні з'єднання в сталевих конструкціях застосовують в окремих випадках при наявності знакозмінних та вібраційних навантажень.

Болти мають головку, тіло і нарізну частину, на яку надягається шайба і нагвинчується гайка.

Стандартні болти, які застосовують у будівництві, мають діаметр стержня за різьбою $d = 10 \dots 30$ мм. Діаметри анкерних болтів досягають 100 мм і більше. Довжина болтів зумовлюється конструкцією з'єднання і кратна 5 мм. Довжина нарізаної частини болта $2,5d$. Розмір головки болта під ключ становить $1,5d$.

Застосовують болти грубої та нормальної точності, підвищеної точності і високоміцні.

Болти грубої та нормальної точності здебільше використовують у монтажних з'єднаннях для фіксації елементів. Такі болти ставлять в отвори на 3 мм більші ніж діаметр болта. Болти підвищеної точності застосовують у робочих з'єднаннях і встановлюють у отвори, номінальні діаметри яких відповідають діаметрам болтів, тобто забезпечується щільний контакт між болтом і стінкою отвору.

Залежно від міцності матеріалу болти об'єднують у класи, які позначаються двома числами, розділеними крапкою (4.6, 5.6, 6.6, 8.8). Перше число, помножене на 100, позначає найменше значення межі міцності (МПа), а добуток першого числа на друге, збільшений у 10 разів, – значення межі текучості (МПа). Приймають клас болтів згідно з рекомендаціями норм відповідно до напруженого стану та враховуючи кліматичні особливості району будівництва. Клас міцності гайок повинен відповідати міцності болтів (класи 4...8).

Заклепки виготовляють з м'яких сталей (марки Ст2, Ст3, 09Г2). Залежно від форми закладної головки розрізняють заклепки з напівкруглими, потаємними та підвищеними головками. Заклепки встановлюють у отвори, діаметр яких на 1...1,5 мм більший від діаметра стержня заклепки. Клепання виконують за допомогою клепальних молотків чи скоб у гарячому або холодному станах.

Болти і заклепки працюють в з'єднаннях на розтяг (фланцеві з'єднання) і на дію зусиль зсуву (зріз і зминання).

Розрахунок болтового (заклепувального) з'єднання на розтяг виконують в такій послідовності:

- визначають міцність одного болта

$$N = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c,$$

- визначають необхідну кількість болтів для з'єднання

$$n = \frac{N}{N_b},$$

де N – розрахункове зусилля розтягу;

R_{bt} – розрахунковий опір розтягу для болта (заклепки);

A_{bn} – площа перерізу болта нетто (з урахуванням ослаблення різьбою);

γ_c – коефіцієнт умов роботи конструкції.

Несуча здатність болта (заклепки) на зріз знаходиться за формулою

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c,$$

де R_{bs} – розрахунковий опір зрізу для болта (заклепки);

A_b – площа перерізу стержня болта, або площа заклепки обчислена за діаметром отвору;

n_s – кількість площин зрізу;

γ_b – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання.

Несуча здатність болта (заклепки) на зминання знаходиться за формулою

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c,$$

де R_{bp} – розрахунковий опір на зминання для болта (заклепки);

d_b – діаметр стержня болта, або заклепки;

$\sum t_{\min}$ – найменша сумарна товщина елементів, які зминаються в одному напрямку (наприклад, при з'єднанні листів за допомогою 2-х накладок береться що найменше, або товщина листа t , або сумарна товщина накладок $t_1 + t_2$).

Задача 3.1 Вихідні дані: стикове з'єднання 2-х розтягнутих сталевих смуг (рис. 3.1) виконане на 4-х болтах класу 4.8 і діаметром $d_b = 24$ мм. Міцність болтів: на зріз $R_{bs} = 160$ Н/мм²; на зминання $R_{bp} = 350$ Н/мм². Коефіцієнти умов роботи болтового з'єднання $\gamma_b = 0,8$ і конструкції $\gamma_n = 0,9$. Товщина сталевих смуг $t = 14$ мм.

Потрібно розрахувати несучу здатність з'єднання.

Рішення: Несуча здатність одного болта на зріз

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 160 \cdot \frac{3,14 \cdot 24^2}{4} \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,9 = 52089 \text{ Н.}$$

Несуча здатність одного болта на зминання

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 350 \cdot 24 \cdot 14 \cdot 0,8 \cdot 0,9 = 84672 \text{ Н.}$$

Несучу здатність з'єднання приймаємо за найменшою несучою здатністю болтів (на зріз)

$$N \leq N_{bs} \cdot n_b = 52089 \cdot 4 = 208356 \text{ Н} = 208,36 \text{ кН.}$$

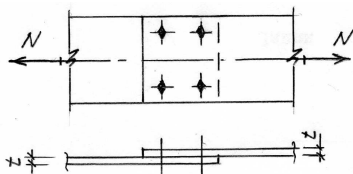


Рисунок 3.1

Практичне заняття № 4

1. Балки і балочні клітини. Типи балок.
2. Підбір перерізу прокатних балок.

Балками називають елементи, довжина яких значно перевищує розміри перерізу, і які працюють на поперечний згин та мають суцільний переріз. Балки використовують як несучі елементи в перекриттях і покриттях будівель і споруд, робочих майданчиків, естакад, галерей, мостів тощо.

За статичною схемою балки поділяють на одно пролітні розрізні, консольні та нерозрізні багато пролітні.

Найчастіше проектують сталеві балки з двотавровим перерізом, як найбільш економічного щодо витрати металу і зручного у виготовленні і експлуатації. Балки невеликих прольотів та з відносно малим навантаженням можуть виготовляти і з швелерів (наприклад прогони).

Залежно від технології виготовлення балки можуть бути прокатними, з гнутих профілів, або зварними зі складеним перерізом. Балки складеного перерізу застосовуються при підвищених прольотах, коли за сортаментами відсутні прокатні профілі, які можуть задовольнити розрахунковим вимогам до міцності або жорсткості.

Несучи балки в перекриттях складають систему, яка називається балкова клітина. У практиці використовують балочні клітини спрощеного типу з балками одного напрямку (балки настилу); нормальні балочні клітини з балками в двох напрямках (головні балки і балки настилу); ускладнені балочні клітини, що складаються з

головних балок, допоміжних балок і балок настилу. Головні балки спираються на стіни чи колони (стовпи) каркасу. Допоміжні балки та балки настилу спираються на головні балки. Корисні навантаження настилом передається на балки настилу, які в свою чергу передають його на головні балки (або через допоміжні на головні балки), а ті на опори.

Головні балки виконуються прольотом до 6...16 м, і як правило, мають складені перерізи. Балки настилу і другорядні балки виготовляють з прокатних або гнутих профілів (двотаври, швелери). Крок головних балок 3...6 м, а крок балок настилу залежить від його матеріалу – 0,6...1,6 м при металевому і 1,5...3,0 м при залізобетонному настилах.

Можливі два типи з'єднань балок у системі балкової клітки:

- спирання зверху – другорядні балки встановлюють на верхній пояс головних балок. З'єднання зручне як під час виготовлення конструкцій, так і їх монтажу, але потребує великої конструктивної висоти перекриття;

- приєднання збоку – другорядні балки приєднують до головних з боку через ребра жорсткості, або опорні столики. Застосовують при обмеженій висоті перекриття.

Стальний настил складається з листів, які зварюються з балками. Товщина листів 6...14 мм.

Розрахунок балок за першою групою граничних станів (міцності) ведуть за загальними формулами як для сталених згинальних елементів.

Перевірка нормальних напружень

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\min}} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Перевірка дотичних напружень (міцність стінки на зріз)

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

де M_{\max} та Q_{\max} – відповідно максимальні значення по довжині балки для згинального моменту і поперечної сили від розрахункового навантаження; S , I та W_{\min} – відповідно статичний момент половини перерізу, момент інерції та менший момент опору всього перерізу відносно центральної осі, перпендикулярної до площини згину; t_w – товщина стінки на рівні центра ваги перерізу. Для прокатних профілів ці характеристики наведені в таблицях сортamentів.

Розрахунок балок за другою групою граничних станів складається з перевірки прогину, який не повинен перевищувати допустимої величини за нормами: $f \leq f_u$.

Значення прогину визначається за правилами будівельної механіки від експлуатаційних (характеристичних) навантажень (без врахування коефіцієнтів надійності за навантаженнями $\gamma_f = 1$). В практичних розрахунках для розрізних балок від будь-якої схеми навантаження відносний прогин можна визначити за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{n,\max} \cdot l}{10E \cdot I} \leq \left[\frac{f}{l} \right]_u.$$

Задача 4.1 Вихідні дані: одно прольотна розрізна балка перекриття з прокатного двотавра, на яку діє рівномірно розподілене навантаження. Розрахунковий проліт балки $l = 6,0$ м. Погонне навантаження: експлуатаційне значення - $q_n = 30$ кН/п.м; розрахункове значення - $q = 35$ кН/п.м. Сталь класу С235 (розрахунковий опір $R_y = 230$ Н/мм²). Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 1,0$.

Потрібно підібрати профіль двотавра балки.

Рішення: Максимальні значення розрахункових зусиль: від розрахункового навантаження

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{35 \cdot 6^2}{8} = 157,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{35 \cdot 6}{2} = 105,0 \text{ кН},$$

від експлуатаційного навантаження

$$M_{n,\max} = \frac{q_n \cdot l^2}{8} = \frac{30 \cdot 6^2}{8} = 135,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент опору перерізу, необхідний для забезпечення несучої здатності балки

$$W = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{157,5 \cdot 10^6}{230 \cdot 1} = 6,85 \cdot 10^5 \text{ мм}^3 = 685 \text{ см}^3.$$

За сортаментом приймаємо двотавр № 36 з геометричними характеристиками:

$$W_{\delta} = 743 \text{ см}^3, I_x = 13380 \text{ см}^4, S_x = 423 \text{ см}^3, t_w = 7,5 \text{ мм}.$$

Перевіримо жорсткість перерізу за відносним прогином балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{n,\max} \cdot l}{10E \cdot I} = \frac{13500 \cdot 600}{10 \cdot 2 \cdot 10^4 \cdot 13380} = \frac{1}{330} \leq \frac{1}{200}.$$

Жорсткість балки достатня.

Перевіримо міцність стінки двотавра на зріз

$$\tau = \frac{Q_{\max} S}{I \cdot t_w} = \frac{105000 \cdot 423 \cdot 10^3}{13380 \cdot 10^4 \cdot 7,5} = 44 \leq R_s \cdot \gamma_c = 0,58 \cdot 230 \cdot 1 = 133,4 \text{ Н/мм}^2$$

Міцність стінки достатня.

Практичне заняття № 5

1. *Розрахунок елементів сталевих конструкцій при центральному розтягу.*

2. *Розрахунок на міцність розтягнутих стержнів кроквяних ферм.*

Робота центрально-розтягнутого елемента під навантаженням описується діаграмою розтягу металу.

Розрахунок на міцність елементів із сталі з характеристичним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному розтягу слід виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – розрахункове зусилля центрального розтягу;

A_n – площа перерізу елемента нетто за вирахуванням усіх послаблень перерізу, отворів, тощо.

Розрахунок на міцність розтягнутих елементів із сталі з співвідношенням $\frac{R_u}{\gamma_u} > R_y$, у яких під час експлуатації допускаються пластичні деформації, а також елементів із сталі з характеристичним опором $R_{yn} > 440 \text{ Н/мм}^2$ рекомендують виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_u},$$

де R_u – розрахунковий опір сталі розтягу, стиску і згину за тимчасовим опором;

γ_u – коефіцієнт надійності в розрахунках за тимчасовим опором.

Для розтягнутих сталевих елементів норми проектування встановлюють вимоги з забезпечення жорсткості профілів, щоб конструкції не могли деформуватися під час транспортування (монтажу), не провисали від власної маси тощо. Граничні значення коефіцієнту гнучкості при дії статичних навантажень для більшості розтягнутих елементів $\lambda \leq 400$.

Гнучкість (коефіцієнт гнучкості) елемента вираховується за формулою

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i},$$

де l_{ef} – розрахункова довжина елемента;

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ – радіус інерції поперечного перерізу елемента.}$$

У центральньо-розтягнутих елементах складеного перерізу, які утворені кількома прокатними профілями (наприклад, двома швелерами, що з'єднані у двотавровий або прямокутний переріз; двома кутиками, що утворюють тавровий або хрестовий переріз), крок прокладок або інших з'єднувальних елементів не повинен перевищувати $80i$, де i – найменший радіус інерції окремого профілю.

Задача 5.1 Вихідні дані: центральньо-розтягнутий елемент складений з двох прокатних швелерів №12, що з'єднані у двотавровий переріз за допомогою прокладок з листа товщиною $t = 6$ мм. Розрахункова довжина елемента $l_{ef} = 4,0$ м. Поздовжнє зусилля в елементі $N = 600$ кН. Матеріал конструкції – сталь С245 (розрахунковий опір за межею текучості $R_y = 240$ Н/мм²). Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 0,95$.

Потрібно розрахувати несучу здатність елемента.

Рішення: Геометричні характеристики складеного профілю:

- площа перерізу $A = 2 \cdot 13,3 \text{ см}^2$;
- момент і радіус інерції відносно головної осі «X-X» (за сортаментом як для одного швелера №12) $I_x = 304 \text{ см}^4$, $i_x = 4,78 \text{ см}$;
- момент і радіус інерції відносно головної осі «Y-Y» (як для складеного перерізу)

$$I_y = 2(I_{y,1} + A_1 \cdot (z_0 + t/2)^2) = 2 \cdot (31,2 + 13,3 \cdot (1,54 + 0,6/2)^2) = 2 \cdot 76,23 \text{ см}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 76,23}{2 \cdot 13,3}} = 2,39 \text{ см.}$$

Виконуємо розрахунок елемента на міцність

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{600 \cdot 10^3}{26,6 \cdot 10^2} = 225,6 \leq R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 0,95 = 228 \text{ Н/мм}^2.$$

Несуча здатність елемента на розтяг забезпечена.

Виконуємо розрахунок елемента за граничним станом другої групи (перевірка гнучкості):

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{400}{4,78} = 83,7 < [400], \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{400}{2,39} = 167,4 < [400].$$

Жорсткість перерізу достатня.

Задача 5.2 Вихідні дані: стержень нижнього поясу кроквяної ферми проектується з двох нерівно полицьових кутиків, прикріплених до фасонки меншими полицями. Фасонка і прокладки, що з'єднують кутики, з листа товщиною $t = 12$ мм. Розрахункові довжини елемента $l_x = 6,0$ м, $l_y = 12,0$ м. Поздовжнє зусилля в стержні $N = 900$ кН. Матеріал стержня – сталь С245 (розрахунковий опір за межею текучості $R_y = 240$ Н/мм²). Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 1,0$.

Потрібно підібрати переріз елемента.

Рішення: Потрібна площа перерізу 1-го кутика

$$A^{\text{н\ddot{o}d}} = \frac{N}{2 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{900000}{2 \cdot 240 \cdot 1} = 1875 \text{ мм}^2 = 18,75 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підберемо кутики 125x80x10 мм і випишемо для складеного перерізу геометричні характеристики. Для радіуса інерції i_y слід врахувати товщину прокладок – 12 мм:

$$\lambda = 19,7 \text{ см}, \quad i_x = 3,98 \text{ см}, \quad i_{\phi} = 6,19 \text{ см}.$$

Перевірка міцності і жорсткості стержня

$$\sigma = \frac{N}{2A} = \frac{900000}{2 \cdot 1970} = 228,43 < 240 \text{ Н/мм}^2,$$

$$\lambda_x = \frac{l_{\phi}}{i_x} = \frac{600}{3,98} = 150,8 < [400], \quad \lambda_y = \frac{l_{\phi}}{i_y} = \frac{1200}{6,19} = 193,9 < [400].$$

Міцність і жорсткість стержня достатні.

Практичне заняття № 6

1. Розрахунок елементів сталевих конструкцій при центральному стиску.
2. Розрахунок на міцність стиснутих стержнів кроквяних ферм.

Розрахунок на міцність коротких елементів із сталі з характеристичним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному стиску слід виконувати аналогічно до центрально-розтягнутих елементів за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c ,$$

де N – розрахункове зусилля центрального стиску;

A_n – площа перерізу елемента нетто за вирахуванням усіх послаблень перерізу, отворів, тощо.

У довгих стиснутих елементів несуча здатність вичерпується внаслідок втрати стійкості, тобто за рахунок викривлення вісі стержня при стиску (поздовжній згин). По досягненні осьової сили свого критичного значення викривлення вісі стиснутого стержня набуває незворотного характеру. Таким чином, перевірка стійкості стиснутого елемента матиме вигляд $\sigma \leq \sigma_{cr}$.

У нормативних документах критичні напруження рекомендовано обчислювати спрощено як добуток розрахункового опору і коефіцієнта стійкості φ :

$$\sigma_{cr} = R_y \cdot \varphi .$$

Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску слід виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_n .$$

При обчисленні коефіцієнта φ доцільно використовувати таблиці, в яких подано його значення залежно від умовної гнучкості елемента і типу кривої стійкості. Остання залежить від типу поперечного перерізу: a – для круглих і прямокутних труб; b – для двотаврів і складених симетричних перерізів; c – для швелерів, кутиків, таврів (див. табл. П.9).

Умовна гнучкість елемента вираховується за формулою

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

де l_{ef} – розрахункова довжина елемента;

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ – радіус інерції поперечного перерізу елемента;

E – модуль пружності сталі.

У дуже гнучких стиснутих елементах при наявності первісних викривлень осі і випадкових ексцентриситетів навантаження можлива передчасна втрата стійкості. Тому нормами встановлено граничні значення гнучкості λ_u .

Розрахункова довжина стиснутого елемента залежить від форми поздовжнього згину при втраті стійкості і обумовлено типом кріплення кінців стержня:

$$l_{ef} = \mu \cdot l,$$

де μ – коефіцієнт розрахункової довжини за розділом 13 ДБН [2].

Задача 6.1 Вихідні дані: центрально-стиснута колона з двотавра (за сортаментом колонних двотаврів). Розрахункова довжина елемента $l_{\delta} = l_y = 4,0$ м. Поздовжнє зусилля в елементі $N = 1100$ кН. Матеріал конструкції – сталь С235 (розрахунковий опір $R_y = 230$ Н/мм²).

Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 0,95$.

Потрібно підібрати переріз елемента (№ двотавра).

Рішення: Задамося гнучкістю колони $\lambda = 100 < \lambda_u$. Тоді умовна гнучкість елемента

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 100 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,3.$$

За таблицею П.10 для типу кривій стійкості b коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,582$.

Потрібна площа перерізу стійки

$$\dot{A} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1100000}{0,582 \cdot 230 \cdot 0,95} = 8650 \text{ мм}^2 = 86,5 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо двотавр № 26К2 з геометричними характеристиками:

- площа перерізу $\dot{A} = 84,8 \text{ см}^2$;

- радіуси інерції відносно осей $i_x = 11,2$ см, $i_o = 6,58$ см.

Розрахункова гнучкість стійки $\lambda = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{6,58} = 61$.

Умовна гнучкість елемента $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 61 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,0$.

За таблицею П.10 для типу кривій стійкості b коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,826$.

Напруження стиску в перерізі

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{1100000}{0,826 \cdot 8480} = 157,0 \leq R_y \cdot \gamma_n = 230 \cdot 0,95 = 218,6 \text{ Н/мм}^2.$$

Коефіцієнт

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot \lambda \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1100000}{0,826 \cdot 8480 \cdot 230 \cdot 0,95} = 0,72 > 0,5.$$

Граничне значення гнучкості за табл. П.7

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,72 = 136,8 > \lambda = 61.$$

Стійкість колони забезпечена.

Задача 6.2 Вихідні дані: стержень верхнього поясу кроквяної ферми проектується з двох рівно поличкових кутиків, прикріплених до фасонки. Фасонка і прокладки, що з'єднують кутики, з листа товщиною $t = 12$ мм. Розрахункові довжини елемента $l_x = l_y = 3,05$ м. Поздовжнє зусилля в стержні $N = 850$ кН. Матеріал конструкції – сталь С245 (розрахунковий опір за межею текучості $R_y = 240$ Н/мм²). Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 0,9$.

Потрібно підібрати переріз елемента.

Рішення: Задамося гнучкістю стержня $\lambda = 90 < \lambda_u$. Тоді умовна гнучкість елемента

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,1.$$

За таблицею П.10 для типу кривій стійкості c коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,544$.

Потрібна площа 1-го кутика

$$A = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{850000}{2 \cdot 0,544 \cdot 240 \cdot 0,9} = 3617 \text{ мм}^2 = 36,2 \text{ см}^2.$$

За сортаментом підберемо кутики 160x10 мм і випишемо для складеного перерізу геометричні характеристики. Для радіуса інерції i_y слід врахувати товщину прокладок – 12 мм:

$$\lambda = 31,4 \text{ см}^2, \quad i_x = 4,96 \text{ см}, \quad i_o = 6,97 \text{ см}.$$

Розрахункова гнучкість стійки $\lambda = \frac{l_o}{i_o} = \frac{305}{4,96} = 61,5$.

Умовна гнучкість елемента

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 61,5 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,1.$$

За таблицею П.10 для типу кривих стійкості c коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,726$.

Напруження стиску в перерізі

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot 2A} = \frac{850000}{0,726 \cdot 2 \cdot 3140} = 186,4 \leq R_y \cdot \gamma_n = 240 \cdot 0,95 = 228 \text{ Н/мм}^2.$$

Коефіцієнт

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot 2\lambda \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{850000}{0,726 \cdot 2 \cdot 3140 \cdot 240 \cdot 0,95} = 0,81 > 0,5.$$

Граничне значення гнучкості за табл. П.7

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,81 = 131,4 > \lambda = 61.$$

Стійкість стержню верхнього поясу забезпечена.

Практичне заняття № 7

1. Конструювання вузлів кроквяних ферм.
2. Розрахунки вузлів зварних ферм.

Осові лінії стержнів ферми утворюють її геометричну схему. Самі стержні розміщують на геометричній схемі так, щоб центри ваги перерізу співпадали з осовими лініями. В зварних фермах з стержнями з кутиків прив'язку обушків до осових ліній z беруть з таблиць сортаменту кутиків і округлюють до 5 мм, в болтових (клепаних) вузлах ферм з осовими лініями зміщують риски кутиків (осі болтів або заклепок).

Стержні ферм центрують у вузлах, при чому осові лінії стержнів повинні сходиться в одній точці, інакше у вузлі виникне додатковий момент $M = N \cdot e$, який згинатиме фасонку і стержні.

Для зменшення зварних напружень у вузлах ферм стержні решітки не доводяться до поясів з відстанню між краями 40...50 см.

Товщину фасоннок усіх вузлів доцільно приймати постійною залежно від розрахункового зусилля в опорному розкосі. У стержнях з двох кутиків або двох швелерів сумісна робота елементів забезпечується постановкою між ними з'єднувальних листових планок з товщиною, яка дорівнює товщині основних вузлових фасоннок. За довжиною стиснутих стержнів планки розміщують з кроком $< 40i_x$ (i_x – радіус інерції відносно осі $X-X$), а для розтягнутих елементів – з кроком $< 80i_x$.

Розраховують необхідну довжину зварних швів для кріплення стержнів до вузлових фасоннок на поздовжні розрахункові зусилля, які діють в стержнях. Кріплення поясів к фасонкам розраховується на різницю зусиль у суміжних панелях поясу. Ці шви за розрахунком частіш за все невеликі за довжиною і їх приймають безперервними по всій довжині фасонки.

Якщо стержні решітки складаються з 2-х кутиків. То на кожний кутик припадає зусилля $N_1 = 0,5N$, де N - розрахункове зусилля в стержні.

Елементи решітки приварюють до фасоннок двома способами: тільки фланговими швами з виведенням їх на торець елемента на 20 мм, або з застосуванням флангових і лобових швів. За першим способом поздовжня сила N сприймається швами пера і обушка частинами, які оборотне пропорційні відстаням від центру ваги кутика до його країв.

Довжина шву на обушку

$$l_w^{ia} = \frac{N \cdot (b - z)}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^{ia} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см};$$

довжина шву на пері

$$l_w^i = \frac{N \cdot z}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^i \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см},$$

де b – ширина полиці кутика;

z – відстань від центру ваги кутика до його обушка;

k_f – розмір катету шва;

β_f – коефіцієнт переходу від катета кутового шва до розрахункової ширини перерізу, який призначають залежно від типу зварювання. Для ручного зварювання $\beta_f = 0,7$;

R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів зрізу у площині наплавленого металу.

Катети зварних швів обмежуються за товщиною фасонки t :

$$k_f^{ia} \leq 1,2t ; k_f^n \leq 0,8t .$$

Конструктивно приймають катети швів не менш ніж 4 мм, а довжину не менше 50 мм.

За довжиною швів для кріплення стержнів у вузлі визначають потрібні розміри фасонки (можна графічно за кресленнями в масштабі).

Задача 7.1 Вихідні дані: опорний вузол ферми, в якому сходяться розкiс з 2-х нерівнобоких кутиків 200x125x12 мм ($z = 6,54$ см) і нижній пояс з 2-х кутиків 140x90x8 мм ($z = 2,03$ см). Кут нахилу осі розкосу до осі нижнього поясу - $\alpha = 51^\circ$. Товщина фасонки - $t = 14$ мм. Зусилля в стержнях: стиснутий розкiс - $N_1 = 1250$ кН; розтягнутий нижній пояс - $N_2 = 780$ кН. Розрахунковий опір флангового шва за табл. Д.2 ДБН [1] $R_{wf} = 180$ Н/мм². Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 1$.

Потрібно розрахувати довжину швів прикріплення стержнів і розміри фасонки.

Рішення: Шви прикріплення розкосу

$$k_f^{ia} \leq 1,2t = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ мм}; k_f^n \leq 0,8t = 0,8 \cdot 12 = 9,6 \text{ мм}.$$

Приймаємо катети швів з градацією в 2 мм: $k_f^{ia} = 14$ мм;

$$k_f^i = 8 \text{ мм}.$$

Довжина шву на обушку

$$l_w^{ia} = \frac{N \cdot (b - z)}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^{ia} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{1250000 \cdot (200 - 65,4)}{2 \cdot 200 \cdot 0,7 \cdot 14 \cdot 180 \cdot 1} + 10 = 248,5$$

мм = 25 см;

довжина шву на пері

$$l_w^i = \frac{N \cdot z}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^i \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 = \frac{1250000 \cdot 65,4}{2 \cdot 200 \cdot 0,7 \cdot 8 \cdot 180 \cdot 1} + 10 = 212,8 \text{ мм} = 22 \text{ см}.$$

Шви прикріплення нижнього поясу

$$k_f^{ia} \leq 1,2t = 1,2 \cdot 8 = 9,6 \text{ мм}; k_f^n \leq 0,8t = 0,8 \cdot 8 = 6,4 \text{ мм}.$$

Приймаємо катети швів: $k_f^{ia} = 8$ мм; $k_f^i = 6$ мм.

Довжина шву на обушку

$$l_w^{ia} = \frac{780000 \cdot (90 - 20,3)}{2 \cdot 90 \cdot 0,7 \cdot 8 \cdot 180 \cdot 1} + 10 = 309,6 \text{ мм} = 31 \text{ см};$$

довжина шву на пері

$$l_w^i = \frac{780000 \cdot 20,3}{2 \cdot 90 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 180 \cdot 1} + 10 = 126,4 \text{ мм} = 13 \text{ см}.$$

Виконавши креслення вузла з урахуванням потрібної довжини зварних швів отримуємо розмір фасонки – 580х380х14 мм (рис. 7.1).

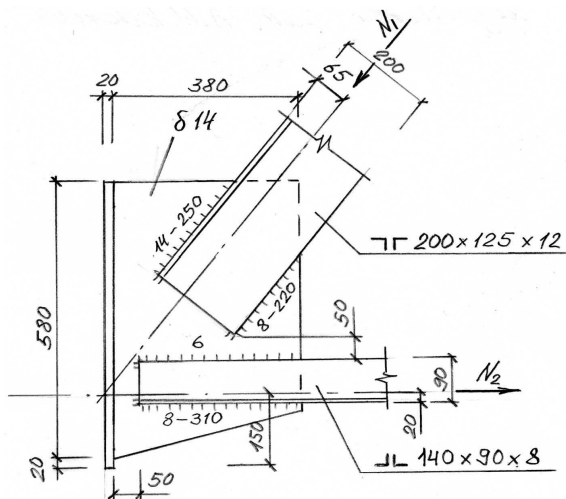


Рисунок 7.1

Практичне заняття № 8

1. Розрахунок елементів сталевих конструкцій на дію поздовжньої сили та згинального моменту.
2. Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих колон суцільного перерізу.

Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих (стиснуто-зігнутих) і позацентрово-розтягнутих (розтягнуто-зігнутих) елементів, слід виконувати за формулою

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \pm \frac{M_x}{W_{x,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \pm \frac{M_y}{W_{y,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

де N, M_x, M_y – розрахункові значення поздовжньої сили і згинальних моментів при найбільш несприятливій комбінації навантажень;

A_n – площа перерізу елемента нетто за вирахуванням усіх послаблень перерізу, отворів, тощо;

$W_{x,\min}, W_{y,\min}$ – мінімальні значення моментів опору поперечного перерізу елемента нетто відносно осей x - x і y - y .

Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутих елементів суцільного і постійного за довжиною перерізу в площині дії згинального моменту, що збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_a \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_n.$$

У формулі коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску φ_a визначається за таблицями Ж.3 і Ж.4 ДБН [2] (табл. П.11 і П.12 в Додатку до методичних вказівок), в яких подано його значення залежно від умовної гнучкості елемента $\bar{\lambda}$ і приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} , який обчислюється за формулою

$$m_{ef} = \eta \cdot m,$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу, що визначається за таблицею Ж.2 ДБН [2];

$$m = \frac{e \cdot A}{W_c} \text{ – відносний ексцентриситет;}$$

$e = \frac{M}{N}$ – ексцентриситет, який обчислюється від розрахункових значень зусиль для однієї комбінації навантажень;

W_c – момент опору перерізу, обчислений для найбільш стиснутого волокна.

Задача 8.1 Вихідні дані: позацентрово-стиснута колона з суцільним перерізом (зварний двотавр). Розрахункова довжина колони у площині дії згинального моменту $l_o = 16,0$ м і з площини дії моменту $l_o = 8,0$ м. Розрахункові значення: поздовжнього зусилля в

елементі $N = 1900 \text{ кН}$; згинального моменту $\dot{M} = 300 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Матеріал конструкції – сталь С245 (розрахунковий опір за межею текучості $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$). Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 1,0$.

За наведеними на рис. 8.1 розмірами перерізу перевірити несучу здатність колони.

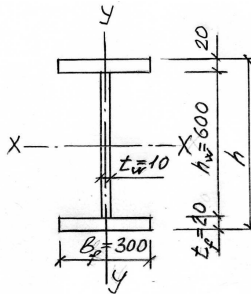


Рисунок – 8.1

Рішення: Вирахуємо геометричні характеристики перерізу колони:

- висота $h = h_f + 2 \cdot t_f = 60 + 2 \cdot 2 = 64 \text{ см}$;

- площа перерізу $\dot{A} = 2 \cdot b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w = 2 \cdot 30 \cdot 2 + 60 \cdot 1 = 180 \text{ см}^2$;

- моменти інерції відносно головних осей перерізу

$$J_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 60^3}{12} + 2 \cdot 30 \cdot 2 \cdot \left(\frac{60 + 2}{2} \right)^2 = 133320 \text{ см}^4,$$

$$J_y = 2 \frac{t_f \cdot h^3}{12} = \frac{2 \cdot 2 \cdot 30^3}{12} = 9000 \text{ см}^4;$$

- момент опору перерізу відносно осі дії моменту

$$W_{\bar{o}} = \frac{I_x}{0,5 \cdot h} = \frac{133320}{0,5 \cdot 64} = 4166 \text{ см}^3;$$

- радіуси інерції відносно головних осей

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{133320}{180}} = 27,2 \text{ см}, \quad i_{\bar{o}} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{9000}{180}} = 7,1 \text{ см}.$$

$$\text{Ексцентриситет поздовжньої сили } e_{\bar{o}} = \frac{M_{\bar{o}}}{N} = \frac{300}{1900} = 0,15 \text{ м}.$$

$$\text{Відносний ексцентриситет } m_{\bar{o}} = \frac{e_{\bar{o}} \cdot A}{W_{\bar{o}}} = \frac{15 \cdot 180}{4166} = 0,69.$$

Гнучкість колони у площині дії моменту

$$\lambda_{\bar{o}} = \frac{l_{\bar{o}}}{i_{\bar{o}}} = \frac{1600}{27,2} = 58,8.$$

Умовна гнучкість елемента

$$\bar{\lambda}_{\bar{o}} = \lambda_{\bar{o}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 58,8 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,0.$$

Коефіцієнт форми перерізу при $\frac{A_f}{A_w} = \frac{30 \cdot 2}{60} = 1,0$ за табл. Ж.2 ДБН [2]

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot m_x) - 0,02 \cdot (6 - m_x) \cdot \bar{\lambda}_x = (1,9 - 0,1 \cdot 0,69) - 0,02 \cdot (6 - 0,69) \cdot 2 = 1,62$$

Приведений відносний ексцентриситет $m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,62 \cdot 0,69 = 1,12$.

За таблицею П.11 коефіцієнт стійкості $\varphi_a = 0,517$.

Перевірка несучої здатності за стійкістю у площині дії моменту

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_a \cdot A} = \frac{1900000}{0,517 \cdot 18000} = 204 \leq R_y \cdot \gamma_n = 240 \text{ Н/мм}^2.$$

Стійкість з площини дії моменту:

$$\text{гнучкість } \lambda_{\bar{o}} = \frac{l_y}{i_y} = \frac{800}{7,1} = 112,7;$$

$$\text{умовна гнучкість } \bar{\lambda}_{\bar{o}} = \lambda_{\bar{o}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 112,7 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,84;$$

коефіцієнт стійкості (як при центральному стиску) за таблицею П.10 для типу кривих стійкості b (табл. П. 9) - $\varphi = 0,802$;

перевірка стійкості

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{1900000}{0,802 \cdot 18000} = 237 \leq R_y \cdot \gamma_n = 240 \cdot 1,0 = 240 \text{ Н/мм}^2.$$

Несуча здатність колони на дію поздовжньої сили і згинального моменту забезпечена.

2 САМОСТІЙНА РОБОТА ПО ВИВЧЕННЮ ДИСЦИПЛІНИ ТА ВИКОНАННЮ КУРСОВОЇ РОБОТИ

Рекомендований обсяг самостійної роботи – 60 годин, в тому числі:

- самостійне вивчення теоретичного матеріалу – 40 годин;
- виконання курсової роботи – 20 годин.

Самостійна робота студентів складається з вивчення літературних джерел, розглядання прикладів, що наведені в посібниках і вказівках, вирішенні практичних завдань, виконанні курсового проекту. Самоконтроль знань по кожній темі студент здійснює шляхом відповідей на вузлові питання самоперевірки, приведені в методичних вказівках до самостійної роботи.

Після кожної лекції, у порядку підготовки до наступного лекційного заняття, відповідно до робочої програми, за рахунок бюджету часу, відведеного навчальним планом на самостійне вивчення курсу, студент працює з рекомендованою літературою і нормативними документами по поглибленню, розширенню і закріпленню лекційного матеріалу.

Студенти самостійно розглядають такі розділи дисципліни:

1. Області застосування металевих конструкцій. Номенклатура металевих конструкцій. Марки і класи сталі для будівельних конструкцій. Міцнісні і деформативні характеристики сталі.

Форма роботи – знайомство з нормативною літературою.

2. Зварні з'єднання сталевих конструкцій. Класифікація. Технічні вимоги. Типорозміри. Методика розрахунків зварних з'єднань.

Форми роботи – робота з літературою, довідниками, самостійне розглядання задач розрахунку зварних швів.

3. Болтові і заклепочні з'єднання. Класифікація. технічні вимоги. Типорозміри. Методика розрахунків.

Форма роботи – робота з літературою, довідниками, самостійне розглядання задач розрахунку болтових з'єднань.

4. Балки і балочні клітини. Застосування і технічні вимоги. Розрахунки і підбір перерізу. Вузли з'єднання балок і балок з колонами.

Форма роботи – самостійне розглядання задач з проектування балок і балочних клітин.

5. Центральні-стиснуті колони. Розрахунки. Схеми решіток наскрізних колон. Розрахунки оголовка і бази колон.

Форма роботи – самостійне розглядання задач з проектування колон.

6. Позацентрово-стиснуті колони. принципи розрахунків. Конструктивні особливості колон промислових будівель.

Форма роботи – самостійне розглядання задач з проектування колон.

7. Типи металевих каркасів промислових і цивільних будівель. Типові схеми металевих покриттів. Навантаження і впливи, які діють на будівлі.

Форма роботи – робота з літературою, довідниками.

8. Великопрольотні покриття. Висячі покриття. Башти і мачти. Конструктивні особливості. Основи проектування листових конструкцій. Резервуари. Газгольдери. Бункери та силоси.

Форма роботи – робота з літературою, довідниками.

Для більш поглибленого засвоювання матеріалу студент повинен вирішувати додаткові задачі з розрахунків сталевих конструкцій різних типів, або їх елементів, приклади яких наведені в методичних вказівках до самостійної роботи, якщо де які з них не розглядалися на практичних заняттях за нестачею часу. Деякі задачі з розрахунків типових металевих конструкцій забирають багато часу, що до практичних занять, і студентам рекомендується розглядати їх самостійно за прикладами, що наводяться нижче. Це зокрема задачі з розрахунків позацентрово-стиснутих колон з суцільним або наскрізним профілем перерізу, балки складеного перерізу, тощо. Для більшій зручності в роботі над вирішенням задач в Додатку до методичних вказівок наведені таблиці за ДБН [2] з величинами розрахункових характеристик, коефіцієнтів. Номери таблиць за ДБН наведені в дужках.

Задача 9.1 Вихідні дані: центрально-стиснута двогілкова колона з двох прокатних двотаврів № 45, з'єднаних планками з листового прокату 300x10 мм, які приварені з кроком $l_d = 1,3$ м. Довжина колони $l_h = 8,0$ м. Розрахункова довжина колони у площині рами $l_o = 2l_h = 16,0$ м і з площини рами $l_x = l_h = 8,0$ м. Розрахункове значення поздовжнього зусилля в елементі $N = 2000$ кН. Матеріал конструкції – сталь С245 (розрахунковий опір за межею текучості $R_y = 240$ Н/мм²). Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 0,95$.

За наведеними на рисунку 9.1 розмірами перерізу перевірити несучу здатність колони (гілок і планок).

Рішення: Випишемо геометричні характеристики перерізу прокатного двотавра № 45:

$$A = 84,7 \text{ см}^2, I_x = 27695 \text{ см}^4, I_o = 808 \text{ см}^4, i_x = 18,1 \text{ см}, i_o = 3,09 \text{ см}.$$

Виконаємо розрахунок стійкості колони у площині «Х-Х».

Розрахункова гнучкість $\lambda_{\bar{o}} = \frac{l_{\bar{o}}}{i_{\bar{o}}} = \frac{800}{18,1} = 44,2$.

Умовна гнучкість $\bar{\lambda}_{\bar{o}} = \lambda_{\bar{o}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 44,2 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,51$;

Коефіцієнт стійкості за таблицею К.1 для типу кривій стійкості b (за табл. 1.4.1) – $\varphi = 0,893$;

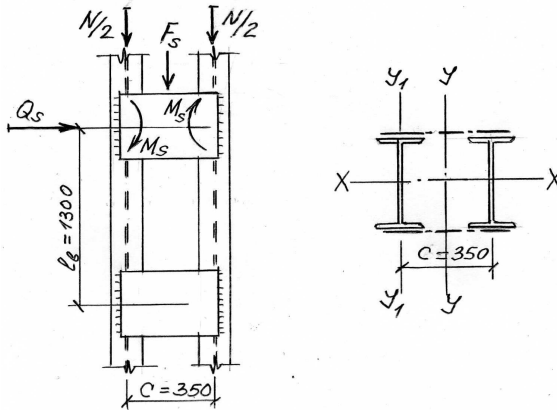


Рисунок 9.1

Перевірка стійкості

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A} = \frac{2000000}{0,893 \cdot 2 \cdot 8470} = 132,2 \leq R_y \cdot \gamma_n = 240 \cdot 0,95 = 228 \text{ Н/мм}^2.$$

Виконаємо розрахунок стійкості колони у площині «Y-Y».

Момент і радіус інерції відносно головної осі «Y-Y» (як для складеного перерізу)

$$I_y = 2(I_{y,1} + A \cdot (\bar{n}/2)^2) = 2 \cdot (808 + 84,7 \cdot 17,5^2) = 53495 \text{ см}^4,$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{2A}} = \sqrt{\frac{53495}{2 \cdot 84,7}} = 17,8 \text{ см.}$$

Розрахункова гнучкість $\lambda_{\bar{o}} = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1600}{17,8} = 90$.

Умовна гнучкість $\bar{\lambda}_{\bar{o}} = \lambda_{\bar{o}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,1$.

За таблицею К.1 для типу кривій стійкості b коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,623$.

Перевірка стійкості

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A} = \frac{2000000}{0,623 \cdot 2 \cdot 8470} = 189,5 \leq R_y \cdot \gamma_n = 240 \cdot 0,95 = 228 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка планок.

Геометричні характеристики планки: площа перерізу

$$A_b = 30 \text{ см}^2; \text{ момент опору } W_b = \frac{t \cdot b^2}{6} = \frac{1 \cdot 30^2}{6} = 150 \text{ см}^3.$$

Умовна поперечна сила на переріз

$$Q_{\text{fic}} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi_y} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} \right) \frac{2000}{0,623} = 33,78 \text{ кН.}$$

Умовна поперечна сила на з'єднувальну планку однієї грані

$$Q_s = 0,5 Q_{\text{fic}} = 0,5 \cdot 33,78 = 16,89 \text{ кН.}$$

$$\text{Сила, що перерізує планку } F_s = \frac{Q_s \cdot l_b}{\tilde{n}} = \frac{16,89 \cdot 130}{35} = 62,73 \text{ кН.}$$

Момент, що згинає планку

$$M_s = \frac{Q_s \cdot l_b}{2} = \frac{16,89 \cdot 130}{2} = 1098 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Напруження у планці

$$\sigma = \frac{M_s}{W_b} = \frac{1098 \cdot 10^4}{150 \cdot 10^3} = 73 \leq R_y \cdot \gamma_n = 240 \cdot 1,0 = 240 \text{ Н/мм}^2.$$

Несуча здатність стержня і планок колони забезпечена.

Задача 9.2 Вихідні дані: позacentрово-стиснута двогілкова колона з прокатних швелера № 30 і двотавра № 30, з'єднаних трикутними розкідними ґратками з прокатних кутиків 63х5 мм ($A_d = 6,13 \text{ см}^2$). Висота перерізу колони $h = 60 \text{ см}$. Розрахункова довжина колони у площині рами $l_{\phi} = 18,0 \text{ м}$ і з площини рами $l_x = 6,0 \text{ м}$. Розрахункові значення зусиль в елементі: поздовжня сила $N = 1000 \text{ кН}$, згинальний момент у площині рами $\dot{M}_{\phi} = 200 \text{ кН}\cdot\text{м}$, поперечна сила у площині рами $Q_{\phi} = 100 \text{ кН}$. Матеріал конструкції – сталь С245 (розрахунковий опір за межею текучості $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$). Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 1,05$, для ґраток $\gamma_n = 0,75$.

За наведеними на рисунку 9.2 схемами ґраток і перерізу перевірити несучу здатність колони (гілок і розкосів).

Рішення: Випишемо геометричні характеристики перерізу прокатного елементів:

швелер № 30 - $A_1 = 40,5 \text{ см}^2$, $I_1 = 327 \text{ см}^4$, $I_{o1} = 5810 \text{ см}^4$, $i_1 = 2,84 \text{ см}$,
 $i_{o1} = 12 \text{ см}$, $z = 2,52 \text{ см}$;

двутавр № 30 - $A_2 = 46,5 \text{ см}^2$, $I_2 = 337 \text{ см}^4$, $I_{o2} = 7080 \text{ см}^4$, $i_2 = 2,69 \text{ см}$,
 $i_{o2} = 12,3 \text{ см}$.

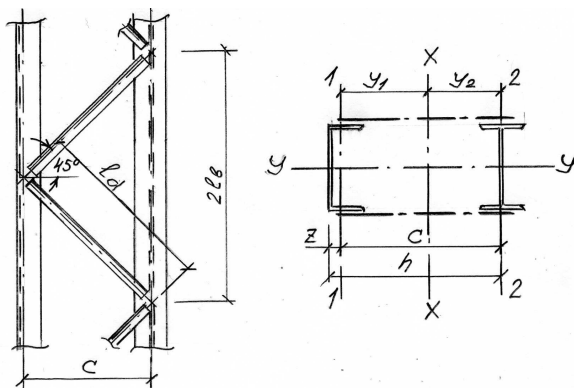


Рисунок 9.2

Відстань між осями гілок $c = h - z = 60 - 2,52 = 57,5 \text{ см}$.

Положення центру ваги складеного перерізу:

$$Y_2 = \frac{A_1 \cdot \tilde{n}}{A_1 + A_2} = \frac{40,5 \cdot 57,5}{40,5 + 46,5} = 26,8 \text{ см}, \quad Y_1 = h - Y_2 = 57,5 - 26,8 = 30,7 \text{ см}.$$

Геометричні характеристики складеного перерізу:

$$J_x = \sum (I_i + A_i \cdot y_i^2) = 327 + 337 + 40,5 \cdot 30,7^2 + 46,5 \cdot 26,8^2 = 72233 \text{ см}^4,$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{\sum A_i}} = \sqrt{\frac{72233}{40,5 + 46,5}} = 28,8 \text{ см}.$$

Стійкість стержня колони в площині дії моменту

$$\text{Розрахункова гнучкість } \lambda_{\bar{o}} = \frac{l_{\bar{o}}}{i_{\bar{o}}} = \frac{1800}{28,8} = 62,5.$$

Половина довжини гілки $l_b = c = 57,5 \text{ см}$ і довжина розкосу (відстань між вузлами на перетині осей) $l_d = \sqrt{2} \cdot l_b = \sqrt{2} \cdot 57,5 = 81,1 \text{ см}$.

$$\text{Коефіцієнт } \alpha = 10 \frac{l_d^3}{c^2 \cdot l_b} = \frac{10 \cdot 81,1^3}{57,5^3} = 28.$$

Зведена гнучкість стержня колони з ґратками за формулою таблиця 8.2 ДБН [2] (П.6)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \frac{\sum A_i}{\sum A_d}} = \sqrt{62,5^2 + 28 \frac{40,5 + 46,5}{2 \cdot 6,13}} = 64,1,$$

$$\text{Умовна приведена гнучкість } \bar{\lambda}_{\bar{\sigma}} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 64,1 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,19.$$

Відносний ексцентриситет

$$m_x = \frac{M_x \cdot \sum A_i}{N \cdot I_x} y_2 = \frac{200 \cdot 10^2 \cdot 87 \cdot 26,8}{1000 \cdot 72233} = 0,65.$$

Коефіцієнт стійкості за таблицею К.4

$$\varphi = 0,556 - \frac{0,556 - 0,479}{0,25} 0,15 - \frac{0,556 - 0,507}{0,5} 0,19 = 0,491.$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot \sum A_s} = \frac{1000000}{0,491 \cdot 8700} = 234 \leq R_y \cdot \gamma_{\bar{n}} = 240 \cdot 1,05 = 252 \text{ Н/мм}^2.$$

Стійкість стержня колони забезпечена.

Стійкість окремих гілок

Поздовжні сили в гілках:

$$N_1 = N \frac{y_2}{c} - \frac{M_x}{c} = \frac{1000 \cdot 26,8}{57,5} - \frac{200 \cdot 10^2}{57,5} = 118,3 \text{ кН},$$

$$N_2 = N \frac{y_1}{c} + \frac{M_x}{c} = \frac{1000 \cdot 30,7}{57,5} + \frac{200 \cdot 10^2}{57,5} = 881,7 \text{ кН}.$$

Свобідна довжина гілок при куту нахилу ґраток в 45° $l = 2l_b = 115$ см.

Перша гілка

Гнучкості гілки у площині і з площини рами:

$$\lambda_{a1} = \frac{l}{i_1} = \frac{115}{2,84} = 40,5, \quad \lambda_{o1} = \frac{l_y}{i_{y1}} = \frac{600}{12} = 50.$$

Максимальна умовна гнучкість

$$\bar{\lambda} = \lambda_{o1} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 50 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,7 > 0,4.$$

За таблицею К.1 для типу кривій стійкості с коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,794$.

$$\sigma = \frac{N_1}{\varphi \cdot A_1} = \frac{118300}{0,794 \cdot 4050} = 36,7 \leq R_y \cdot \gamma_{\bar{n}} = 240 \cdot 1,05 = 252 \text{ Н/мм}^2.$$

Стійкість першої гілки колони забезпечена.

Друга гілка

Гнучкості гілки у площині та з площини рами:

$$\lambda_{d1} = \frac{l}{i_2} = \frac{115}{2,69} = 42,8, \quad \lambda_{d2} = \frac{l_y}{i_{y2}} = \frac{600}{12,3} = 48,8.$$

Максимальна умовна гнучкість

$$\bar{\lambda} = \lambda_{d2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 48,8 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,66 > 0,4.$$

За таблицею К.1 для типу кривій стійкості b коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,881 - \frac{0,881 - 0,855}{0,2} 0,06 = 0,874$.

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi \cdot A_2} = \frac{881700}{0,874 \cdot 4650} = 217 \leq R_y \cdot \gamma_{\bar{n}} = 240 \cdot 1,05 = 252 \text{ Н/мм}^2.$$

Стійкість другої гілки колони забезпечена.

Перевірочний розрахунок розкосу ґраток

$$\text{Зусилля у розкосі } N_d = \frac{Q_x}{2 \sin 45^\circ} = \frac{100}{2 \cdot 0,707} = 70,7 \text{ кН.}$$

Для кутика 63x5 мм $i_{\min} = 1,25 \text{ см.}$

$$\text{Розрахункова гнучкість розкосу } \lambda_d = \frac{l_d}{i_{\min}} = \frac{81,1}{1,25} = 64,9$$

$$\text{Умовна гнучкість } \bar{\lambda} = \lambda_d \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 64,9 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,2.$$

За таблицею К.1 для типу кривій стійкості c коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,709$.

$$\sigma = \frac{N_d}{\varphi \cdot A_d} = \frac{70700}{0,709 \cdot 613} = 163 \leq R_y \cdot \gamma_{\bar{n}} = 240 \cdot 0,75 = 180 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\text{Коефіцієнт } \alpha = \frac{N_d}{\varphi \cdot A_d \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{70700}{0,700 \cdot 613 \cdot 240 \cdot 0,75} = 0,904.$$

Граничне значення гнучкості

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0,904 = 156 > \lambda_d = 64,9.$$

Переріз розкосу ґраток достатній.

Задача 9.3 Вихідні дані: головна балка балкової клітини з двотавровим перерізом і прольотом 12 м зварена з листа (див. рис. 9.3). Навантаження від перекриття передається через допоміжні балки, які розташовані на рівні верхнього поясу головної балки і приєднані до її ребер болтами з кроком в 2,0 м. Опорна реакція допоміжних балок $F = 305,6$ кН. Сталь класу С235 з розрахунковим опором $R_y = 230$ Н/мм². Коефіцієнт умов роботи конструкції $\gamma_n = 1,0$.

Потрібно перевірити несучу здатність балки і стійкість стінки двотавра.

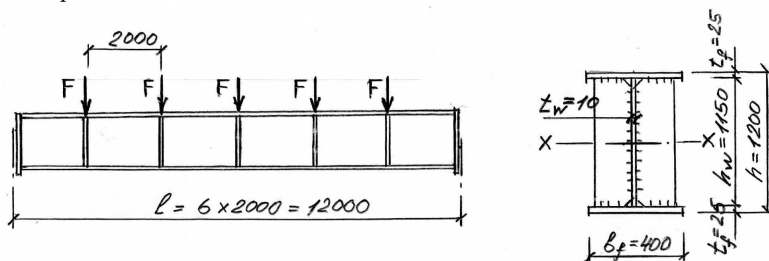


Рисунок 9.3 – До задачі 9.3: Схема балки і її переріз

Рішення: Максимальні значення розрахункових зусиль: від розрахункового навантаження

$$M_{\max} = 2,5F \frac{l}{2} - F \cdot 4 - F \cdot 2 = 305,6 \cdot \left(\frac{2,5 \cdot 12}{2} - 6 \right) = 2750,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{\max} = 2,5F = 2,5 \cdot 305,6 = 764,0 \text{ кН},$$

від експлуатаційного навантаження

$$M_{n, \max} = \frac{M_{\max}}{\gamma_{fm}} = \frac{2750,4}{1,2} = 2292,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Геометричні характеристики балки:
момент інерції

$$J_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 115^3}{12} + 2 \cdot 40 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{115 + 2,5}{2} \right)^2 = 817052 \text{ см}^4;$$

$$\text{момент опору } W_{\delta} = \frac{J_x}{0,5 \cdot h} = \frac{817052}{0,5 \cdot 120} = 13618 \text{ см}^3;$$

статичний момент половини перерізу відносно нейтральної осі «X-X»

$$S_x = \frac{t_w \cdot h_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} + b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_w + t_f}{2} = \frac{1 \cdot 115^2}{8} + 40 \cdot 2,5 \cdot \frac{115 + 2,5}{2} = 7528 \text{ см}^3.$$

Перевірка нормальних напружень в середині прольоту балки

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{2750 \cdot 10^6}{13618 \cdot 10^3} = 201,9 \leq R_y \cdot \gamma_c = 230 \cdot 0,9 = 207 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка дотичних напружень біля опори (міцність стінки на зріз)

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} = \frac{764 \cdot 10^3 \cdot 7528 \cdot 10^3}{817052 \cdot 10^4 \cdot 10} = 70,5 \leq R_s \cdot \gamma_c = 133,4 \cdot 0,9 = 120,1 \text{ Н/мм}^2,$$

де міцність сталі на зріз $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 230 = 133,4 \text{ Н/мм}^2$.

Перевіримо жорсткість перерізу за відносним прогином балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{n,\max} \cdot l}{10 E \cdot I_x} = \frac{2292 \cdot 10^2 \cdot 1200}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 817052} = \frac{1}{637} \leq \frac{1}{250}.$$

Міцність та жорсткість балки забезпечені.

Поясні зварні шви балки приймаємо з катетом $k_f = 6 \text{ мм}$ з виконанням автоматичним зваренням.

Перевірка стійкості стінки перерізу балки.

$$\text{Умовна гнучкість стінки } \bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{115}{1} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,84 > 3,5.$$

За п. 9.5.1 ДБН[2] потрібна перевірка стійкості стінки.

Відстані між поперечними ребрами жорсткості приймають так, щоб ребра були у місцях прикладання навантаження від допоміжних балок $a = 2,0 < 2h_w = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ м}$.

Виконаємо перевірку стійкості відсіку з найбільшою поперечною силою $Q_{\max} = 764,0 \text{ кН}$ і моментом в перерізі на відстані від опори $X = 2 - h/2 = 2 - 0,5 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ м}$:

$$M_1 = 2,5 F \cdot X = 2,5 \cdot 305,6 \cdot 1,4 = 1070 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розрахункові напруження:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_x} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{1070 \cdot 10^6 \cdot 1150}{13618 \cdot 10^3 \cdot 1200} = 75,4 \text{ Н/мм}^2,$$

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{h_w \cdot t_w} = \frac{764 \cdot 10^3}{1150 \cdot 10} = 66,5 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\text{Критичні напруження } \sigma_{\bar{n}r} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{34,64 \cdot 230}{3,84^2} = 540,3 \text{ Н/мм}^2,$$

де $c_{\bar{n}r} = 34,64$ береться за табл. 9.2 ДБН [2] за коефіцієнтом

$$\delta = 0,8 \frac{b_f}{h_f} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^2 = \frac{0,8 \cdot 40}{115} \left(\frac{2,5}{1} \right)^2 = 4,4,$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu_w^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,74^2} \right) \frac{0,58 \cdot 230}{3,84^2} = 116,6 \text{ Н/мм}^2,$$

$$\text{де } \mu_w = \frac{a}{h_w} = 200/115 = 1,74.$$

Перевіримо умову

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{75,4}{540,3} \right)^2 + \left(\frac{66,5}{116,6} \right)^2} = 0,72 < \gamma_c = 0,9.$$

Місцева стійкість стінки балки забезпечена.

$$\text{Ширина ребра жорсткості } b_r \geq \frac{h_w}{30} + 25 = \frac{1150}{30} + 25 = 63,3 \text{ мм.}$$

$$\text{Товщина ребра } t_r \geq 2b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 63,3 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,3 \text{ мм.}$$

Приймаємо ребра із смуги – 70х6 мм.

Курсова робота виконується за темою «Проектування стержнів і вузлів кроквяної ферми покриття» за індивідуальним варіантом завдання.

До курсового проекту входять такі розділи:

- статичні розрахунки поздовжніх зусиль в стержнях для 3-х вузлів кроквяної ферми;
- підбір перерізу стержнів, для яких розраховані поздовжні зусилля;
- розрахунок і конструювання 3-х вузлів кроквяної ферми (довжини зварних швів прикріплення, розміри фасонки).

Обсяг курсового проекту: пояснювальна записка – 15...20 аркушів (вміщує завдання, статичні розрахунки зусиль в стержнях, конструктивні розрахунки з підбором перерізу стержнів і довжини зварних швів у вузлах); графічна частина – розробляються

креслення схеми і вузлів кроквяної ферми (по верхньому і нижньому поясах і опорного) на 4-х аркушах формату А-3 або А-4.

Для виконання курсової роботи студентам пропонуються такі вихідні дані (за варіантами): прольоти ферми, ширина і висота панелі ферми, вузлові навантаження, де які вузлові зусилля в стержнях, матеріал сталі конструкції.

Для виконання курсової роботи розроблені методичні вказівки, в яких викладені всі вимоги до оформлення роботи, а також наведено приклад виконання.

Курсову роботу студент реєструє на кафедрі будівельних конструкцій. При цьому слід мати на увазі, що коли робота виконана зі значними помилками в розрахунках або кресленнях, то вона до захисту не приймається. Не зараховані роботи повертають студентові для виправлення помилок, а зараховані рекомендують до захисту.

Захист курсової роботи відбувається в 7 семестрі. Під час захисту студент повинен показати знання термінології, вміння розраховувати і конструювати елементи металевих конструкцій.

ДОДАТКИ

Таблиця П.1 (Г.2) – Характеристичні і розрахункові опори при розтягу, стиску і згині для листового, широкосмугового універсального і фасонного прокату відповідно до класів міцності прокату сталі

Сталь	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату				Розрахунковий опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату			
		листового, широкоштабового, універсального		фасонного		листового, широкоштабового, універсального		фасонного	
		R_m	R_{mH}	R_m	R_{mH}	R_y	R_u	R_y	R_u
C235	від 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	понад 20 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	понад 40 до 100	215	360	—	—	210	350	—	—
	понад 100	195	360	—	—	190	350	—	—
C245	від 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 30	—	—	235	370	—	—	230	360
C255	від 2 до 3,9	255	380	—	—	250	370	—	—
	від 4 до 10	245	380	255	380	240	370	250	370
	понад 10 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 40	235	370	235	370	230	360	230	360
C275	від 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	понад 10 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
C285	від 2 до 3,9	285	390	—	—	280	380	—	—
	від 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	понад 10 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380
	від 2 до 10	345	490	345	490	335	480	335	480
C345	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450	300	450
	понад 40 до 60	285	450	—	—	280	440	—	—
	понад 60 до 80	275	440	—	—	270	430	—	—
	понад 80 до 100	265	430	—	—	260	420	—	—
C345K	від 4 до 10	345	470	345	470	335	460	335	460
C355	від 8 до 50	355	450	—	—	340	430	—	—
C375	від 2 до 10	375	510	375	510	365	500	365	500
	понад 10 до 20	355	490	355	490	345	480	345	480
	понад 20 до 40	335	480	335	480	325	470	325	470
C390	від 4 до 50	390	540	—	—	380	530	—	—
C390K	від 4 до 30	390	540	—	—	380	530	—	—
C440	від 4 до 30	440	590	—	—	430	575	—	—
	понад 30 до 50	410	570	—	—	400	555	—	—
C590	від 8 до 50	590	700	—	—	540	630	—	—
C590K	від 16 до 40	540	635	—	—	515	605	—	—

1) За товщину фасонного прокату слід приймати товщину полиці.
2) За характеристичні опори прийняті гарантовані значення границі текучості і тимчасового опору.
3) Значення розрахункових опорів одержані діленням характеристичних опорів на коефіцієнти надійності за матеріалом, визначені згідно з 1.3.2 із заокругленням до 5 Н/мм².
Примітка. Розрахункові опори R_{yw} стінок гарячекатаних двотаврів і швелерів допускається збільшувати на 10% порівняно з R_y .

Таблиця П.2 (Д.2) – Характеристичні та розрахункові опори металу кутових швів

Рекомендований клас міцності основного металу	Метал кутового шва	
	Характеристичний опір R_{wul} , Н/мм ²	Розрахунковий опір R_{wf} , Н/мм ²
С315 і нижче	410	180
Вище С315 до С355 включно	450	200
Вище С355 до С390 включно	490	215
Вище С390 до С440 включно	590	240
вище С440	685	280

Таблиця П.3 (Д.4) – Характеристичні опори сталі болтів і розрахункові опори одноболтових з'єднань зрізу і розтягу, Н/мм²

Клас міцності болтів	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5,6	500	300	210	225
5,8	500	400	210	–
8,8	800	640	320	435
10,9	1000	900	400	540
12,9	1200	1080	420	–
40X "селект"	1100	990	405	550

Примітка. В таблиці вказані значення розрахункових опорів, обчислені із округленням до 5 Н/мм².

Таблиця П.4 (Д.5) – Розрахункові опори одноболтових з'єднань змінанню елементів, що з'єднуються болтами

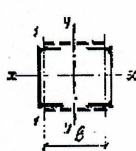
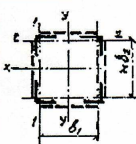
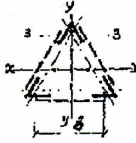
Характеристичний опір прокату сталі з'єднуваних елементів R_{un} , Н/мм ²	Розрахунковий опір R_{bp} , Н/мм ² , при болтах	
	класу точності А	класів точності В і С, високоміцних
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775

Примітка. У таблиці наведені значення розрахункових опорів, обчислені згідно з формулами розділу 7 із округленням до 5 Н/мм².

Таблиця П.5 (5.1) – Коефіцієнти умов роботи

Елементи конструкцій	Коефіцієнт умов роботи γ_c
1. Балки суцільного перерізу і стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книго-сховищ і архівів тощо при тимчасовому навантаженні, що не перевищує ваги перекриття	0,90
2. Колони громадських споруд і опор водонапірних башт	0,95
3. Колони одноповерхових виробничих споруд із мостовими кранами	1,05
4. Стиснуті основні елементи (крім опорних) решітки складеного таврового перерізу з двох кутиків у зварних фермах покриттів і перекриттів при розрахунку на стійкість зазначених елементів із гнучкістю $\lambda \geq 60$	0,80
5. Затяжки, тяги, відтяжки, підвіски при розрахунку на міцність у перерізі без послаблень	0,90
6. Перерізи елементів конструкцій зі сталі з границею текучості до 440 Н/мм ² , що несуть статичне навантаження, при розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів (окрім фрикційних з'єднань):	
– суцільних балок і колон;	1,10
– стрижневих конструкцій покриттів та перекриттів	1,05
7. Стиснуті елементи решітки просторових решічастих конструкцій, виконані з одиночних рівнополічкових кутиків згідно з рисунком 13.3, які прикріплюються однією полицею (для нерівнополічкових кутиків – більшою полицею):	
а) безпосередньо до поясів за допомогою зварних швів або двох болтів і більше, які встановлені вздовж кутика:	
– розкоси (рисунок 13.3, а);	0,90
– розпірки (рисунок 13.3, б, в, е);	0,90
– розкоси (рисунок 13.3, в, г, д, е);	0,80
б) безпосередньо до поясів за допомогою одного болта або через фасонку незалежно від виду з'єднання	0,75
8. Елементи плоских ферм з одиночних кутиків, стиснуті елементи, виконані з одиночних кутиків, які прикріплюються однією полицею (для нерівнополічкових кутиків – меншою полицею), за винятком елементів, наведених у позиції 7 цієї таблиці	0,75
9. Опорні плити, виконані зі сталі з границею текучості до 390 Н/мм ² , що несуть статичне навантаження, товщиною, мм:	
а) до 40 включно;	1,20
б) понад 40 до 60 включно;	1,15
в) понад 60 до 80 включно	1,10
Примітка 1. Коефіцієнти $\gamma_c < 1,0$ при розрахунку не слід враховувати сумісно, за винятком розрахунків, вказаних у примітках 2, 3.	
Примітка 2. При розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів, коефіцієнти, наведені в позиції 6 і 1, 6 і 2, 6 і 5, слід враховувати сумісно.	
Примітка 3. При розрахунку опорних плит коефіцієнти, наведені в позиції 9 і 2, 9 і 3, слід враховувати сумісно.	
Примітка 4. При розрахунку з'єднань коефіцієнти γ_c для елементів, які наведені в позиції 1 і 2, слід враховувати разом із коефіцієнтом умов роботи з'єднання γ_b .	
Примітка 5. У випадках, не обумовлених цими Нормами, у розрахункових формулах приймають $\gamma_c = 1,0$.	

Таблиця П.6 (8.2) – Приведені гнучкості стержнів наскрізного перерізу

Переріз наскрізного стрижня		Зведена гнучкість λ_{ef} стрижня наскрізного перерізу	
тип	схема	з планками	з ґратками
1-й		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2} \quad (1.4.8)$ $n = \frac{I_{b1}b}{I_s I_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}} \quad (1.4.11)$ $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$ <p>(d_1, d_2 відносяться відповідно до сторін b_1, b_2)</p>
2-й		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + 0,82[(1+n_1)\lambda_{b1}^2 + (1+n_2)\lambda_{b2}^2]} \quad (1.4.9)$ $n_1 = \frac{I_{b1}b_1}{I_{s1}l_{b1}}; n_2 = \frac{I_{b2}b_2}{I_{s2}l_{b2}}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + \left(\alpha_1 + \alpha_2 \frac{A_{d1}}{A_{d2}}\right) \frac{A}{A_{d1}}} \quad (1.4.12)$ $\alpha_1 = 10 \frac{d_1^3}{b_1^2 l_{b1}}; \alpha_2 = 10 \frac{d_2^3}{b_2^2 l_{b2}}$
3-й		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + 0,82(1+3n_3)\lambda_{b3}^2} \quad (1.4.10)$ $n_3 = \frac{I_{b3}b}{I_s l_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + 0,67\alpha \frac{A}{A_{d3}}} \quad (1.4.13)$ $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$
<p>λ_y – гнучкість наскрізного стрижня у площині, перпендикулярній до осі у – у; λ_{max} – найбільша з гнучкостей наскрізного стрижня у площинах, перпендикулярних до осей х – х або у – у, що дорівнюють відповідно $\lambda_x = I_x / I_x$ або $\lambda_y = I_y / I_y$ (де I_x, I_y – радіуси інерції перерізу наскрізного стрижня в цілому); $\lambda_{b1}, \lambda_{b2}, \lambda_{b3}$ – гнучкості окремих гілок при згині у площинах, перпендикулярних до осей відповідно 1 – 1, 2 – 2 і 3 – 3 на ділянках проміжними в'язями (зварними швами або крайніми болтами, що прикріплюють планки); b, d, l_b – геометричні розміри наскрізного стрижня, що визначаються за рисунками 1.4.2 і 1.4.3; A – площа поперечного перерізу всього стрижня; A_{d1}, A_{d2}, A_{d3} – площі поперечних перерізів розкосів ґраток (при хрестовій ґратці – двох розкосів), розміщених відповідно в площинах, перпендикулярних до осей 1 – 1, 2 – 2 і паралельних осі 3 – 3; I_{b1}, I_{b3} – моменти інерції перерізу гілок відносно осей відповідно 1 – 1 і 3 – 3 (для перерізів типів 1 і 3); I_{b1}, I_{b2} – те саме, двох кутків відносно осей відповідно 1 – 1 і 2 – 2 (для перерізу типу 2); I_s – момент інерції поперечного перерізу однієї планки відносно власної осі х – х (рисунок 1.4.3; для перерізів типів 1 і 3); I_{s1}, I_{s2} – моменти інерції перерізу однієї з планок, розміщених у площинах відповідно 1 – 1 і 2 – 2 (для перерізу типу 2).</p> <p>Примітка. До типу перерізу 1 слід відносити також перерізи, у яких замість швелерів використовуються двогатери, трубчасті та інші профілі для однієї або обох гілок, при цьому осі у – у і 1 – 1 повинні проходити через центри ваги відповідно до перерізу в цілому і окремої гілки, а значення n і y_{b1} формули (1.4.8) повинні забезпечити найбільше значення зведеної гнучкості λ_{ef}.</p>			

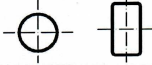
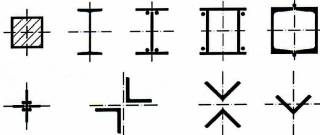
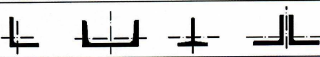
Таблиця П.7 (13.9) – Граничні гнучкості елементів при стиску

Елементи конструкцій	Гранична гнучкість стиснутих елементів λ_u
1 Пояси, опорні розкоси і стояки, що передають опорні реакції: а) плоских ферм, структурних конструкцій і просторових конструкцій із труб або парних кутиків заввишки до 50 м;	180 – 60 α
б) просторових конструкцій з одиночних кутиків, а також просторових конструкцій із труб і парних кутиків заввишки понад 50 м	120
2 Елементи, окрім зазначених у позиції 1 і 7: а) плоских ферм, зварних просторових і структурних конструкцій із одиночних кутиків, просторових і структурних конструкцій із труб і парних кутиків;	210 – 60 α
б) просторових і структурних конструкцій із одиночних кутиків з болтовими з'єднаннями	220 – 40 α
3 Верхні пояси ферм, не закріплені у процесі монтажу (граничну гнучкість після завершення монтажу слід приймати за позицією 1)	220
4 Основні колони	180 – 60 α
5 Другорядні колони (стояки фахверку, ліхтарів тощо), елементи решітки колон, елементи вертикальних в'язей між колонами (нижче балок кранових колій)	210 – 60 α
6 Елементи в'язей, окрім зазначених у позиції 5, а також стрижні, призначені для зменшення розрахункової довжини стиснутих елементів, та інші ненавантажені елементи, окрім зазначених у позиції 7	200
7 Стиснуті і ненавантажені елементи просторових конструкцій таврового і хрестового перерізу, що підлягають дії вітрових навантажень, при перевірці гнучкості у вертикальній площині	150
Примітка. $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$ – коефіцієнт, який приймається не меншим 0,5 (у необхідних випадках замість φ слід застосувати φ_{θ}).	

Таблиця П.8 (13.10) – Граничні гнучкості елементів при розтягу

Елементи конструкцій	Гранична гнучкість розтягнутих елементів λ_u при дії на конструкцію навантажень		
	динамічних, прикладених безпосередньо до конструкції	статичних	від кранів (див. прим. 5) і залізничних поїздів
1 Пояси і опорні розкоси плоских ферм (включаючи гальмові ферми) і структурних конструкцій	250	400	250
2 Елементи ферм і структурних конструкцій, окрім зазначених у позиції 1	350	400	300
3 Нижні пояси балок і ферм кранових колій	–	–	150
4 Елементи вертикальних в'язей між колонами (нижче кранової колії)	300	300	200
5 Інші елементи в'язей	400	400	300

Таблиця П.9 (8.1) – Значення коефіцієнтів до розрахунків на стійкість стержнів

Тип поперечного перерізу	Тип кривої стійкості	Значення коефіцієнтів	
		α	β
	a	0,03	0,06
	b	0,04	0,09
	c	0,04	0,14

Примітка. Для прокатних двотаврів заввишки понад 500 мм у разі розрахунку на стійкість у площині стінки приймається тип кривої стійкості a .

Таблиця П.10 (Ж.1) – Коефіцієнти стійкості при центральному стиску

Умовна гнучкість $\bar{\lambda}$	Коефіцієнт ϕ для типів кривих стійкості			Умовна гнучкість $\bar{\lambda}$	Коефіцієнт ϕ для типів кривих стійкості		
	a	b	c		a	b	c
0,4	999	998	992	5,4	261	261	255
0,6	994	986	950	5,6	242	242	240
0,8	981	967	929	5,8	226	226	226
1,0	968	948	901	6,0	211		
1,2	954	927	878	6,2	198		
1,4	938	905	842	6,4	186		
1,6	920	881	811	6,6	174		
1,8	900	855	778	6,8	164		
2,0	877	826	744	7,0	155		
2,2	851	794	709	7,2	147		
2,4	820	760	672	7,4	139		
2,6	785	722	635	7,6	132		
2,8	747	683	598	7,8	125		
3,0	704	643	562	8,0	119		
3,2	660	602	526	8,5	105		
3,4	615	562	492	9,0	094		
3,6	572	524	460	9,5	084		
3,8	530	487	430	10,0	076		
4,0	475	453	401	10,5	069		
4,2	431	421	375	11,0	063		
4,4	393	392	351	11,5	057		
4,6	359	359	328	12,0	053		
4,8	330	330	308	12,5	049		
5,0	304	304	289	13,0	045		
5,2	281	281	271	14,0	039		

Примітка. Наведені у таблиці значення коефіцієнта ϕ збільшені в 1000 разів.

Таблиця П.11

Таблиця Ж.3 – Коефіцієнти стійкості φ_e при позациентровому стиску судильностінчастих стрижнів у площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії

Умова пунктир γ	Значення φ_e при значенні приведенного відносного ексцентриситету m_{ef}																									
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060	051
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057	049
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054	047
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052	045
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047	041
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043	038
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039	035
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035	032
12,0	069	067	064	063	062	060	059	058	055	054	053	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032	029	026
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029	026

Примітка 1. Значення коефіцієнтів φ_e в таблиці збільшені в 1000 разів.

Примітка 2. Значення коефіцієнта φ_e приймається не більшим за значення коефіцієнта φ_e .

Примітка 1. Значення коефіцієнта φ_e в таблиці збільшені в 1000 разів.Примітка 2. Значення коефіцієнта φ_e приймається не більшим за значення коефіцієнта φ .

Таблица П.12

Таблиця Ж.4 – Коефіцієнти стійкості φ_e при позациентровому стиску наскрізних стрижнів у площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії

Значення ϕ_e при значенні приведенного відносного ексцентриситету m																										
Умовня гнучкість λ_{rel}																										
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	058	048
1,0	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	298	255	228	202	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	044
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136	124	116	110	105	096	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	350	315	277	250	230	212	201	186	178	161	149	138	127	117	108	104	100	098	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7,0	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	053	050	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0	050	049	048	047	046	046	045	044	043	042	042	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025	

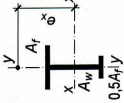
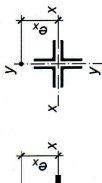
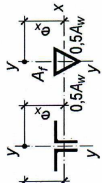
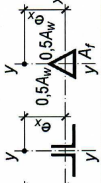
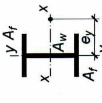
Примітка 1. Значення коефіцієнтів ϕ_e в таблиці збільшені в 1000 разів.

Примітка 2. Значення коефіцієнта ϕ_e приймається не більшим за значення коефіцієнта ϕ .

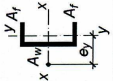
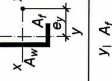
Таблиця Ж.2 – Коефіцієнти впливу форми перерізу η

Тип перерізу	Схема перерізу і ексцентриситет	$\frac{A_f}{A_w}$	Значення η при		
			$0 \leq \bar{\lambda}_x (\bar{\lambda}_y) \leq 5$		$\bar{\lambda}_x (\bar{\lambda}_y) > 5$
			$0,1 \leq m_x (m_y) \leq 5$	$5 < m_x (m_y) \leq 20$	$0,1 \leq m_x (m_y) \leq 5$ $5 < m_x (m_y) \leq 20$
1-й		–	1,0	1,0	1,0
2-й		–	0,85	0,85	0,85
3-й		–	$0,75 + 0,02 \bar{\lambda}_x$	$0,75 + 0,02 \bar{\lambda}_x$	0,85
4-й		–	$(1,35 - 0,05 m_x) - 0,01 (5 - m_x) \bar{\lambda}_x$	1,10	1,10
5-й		0,25 0,5 $\geq 1,0$	$(1,45 - 0,05 m_x) - 0,1 (5 - m_x) \bar{\lambda}_x$ $(1,75 - 0,1 m_x) - 0,02 (5 - m_x) \bar{\lambda}_x$ $(1,90 - 0,1 m_x) - 0,02 (6 - m_x) \bar{\lambda}_x$	1,20 1,25 $1,4 - 0,02 \bar{\lambda}_x$	1,20 1,25 1,30
6-й			$\eta_5 \left(1 - 0,3(5 - m_x) \frac{a_1}{h} \right)$	η_5	η_5
7-й		–	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$

Продовження таблиці Ж.2

Тип пере-різу	Схема перерізу і ексцентриситет	$\frac{A_f}{A_w}$	Значення η при			
			$0 \leq \bar{\lambda}_x (\bar{\lambda}_y) \leq 5$		$\bar{\lambda}_x (\bar{\lambda}_y) > 5$	
			$0,1 \leq m_x (m_y) \leq 5$	$5 < m_x (m_y) \leq 20$	$0,1 \leq m_x (m_y) \leq 5$	$5 < m_x (m_y) \leq 20$
8-й		0,5	1,4 $1,60 - 0,01 (5 - m_x) \bar{\lambda}_x$ $1,80 - 0,02 (5 - m_x) \bar{\lambda}_x$	1,4 1,6 1,8	1,4 $1,35 + 0,05 m_x$ $1,3 + 0,1 m_x$	1,4 1,6 1,8
		1,0				
		2,0				
9-й		0,25	$(0,75 + 0,05 m_x) + 0,01 (5 - m_x) \bar{\lambda}_x$ $(0,5 + 0,1 m_x) + 0,02 (5 - m_x) \bar{\lambda}_x$ $(0,25 + 0,15 m_x) + 0,03 (5 - m_x) \bar{\lambda}_x$	1,0 1,0 1,0	1,0 1,0 1,0	1,0 1,0 1,0
		0,5				
		$\geq 1,0$				
10-й		0,5	$1,45 + 0,04 m_x$ $1,8 + 0,12 m_x$ $2,0 + 0,25 m_x + 0,1 \bar{\lambda}_x$ $3,0 + 0,25 m_x + 0,1 \bar{\lambda}_x$	1,65 2,4 — —	$1,45 + 0,04 m_x$ $1,8 + 0,12 m_x$ — —	1,65 2,4 — —
		1,0				
		1,5				
10-й		2,0	$(1,25 - 0,05 m_x) - 0,01 (5 - m_x) \bar{\lambda}_x$ $(1,5 - 0,1 m_x) - 0,02 (5 - m_x) \bar{\lambda}_x$	1,0 1,0	1,0 1,0	1,0 1,0
		0,5				
		$\geq 1,0$				
11-й		$\leq 0,5$	$(0,25 + 0,15 m_y) + 0,03 (5 - m_y) \bar{\lambda}_y$ $(0,5 + 0,1 m_y) + 0,02 (5 - m_y) \bar{\lambda}_y$ $(0,75 + 0,05 m_y) + 0,01 (5 - m_y) \bar{\lambda}_y$	1,0 1,0 1,0	1,0 1,0 1,0	1,0 1,0 1,0
		1,0				
		2,0				

Продовження таблиці Ж.2

Тип пере-різу	Схема перерізу і ексцентриситет	$\frac{A_f}{A_w}$	Значення η при		
			$0 \leq \bar{\lambda}_x (\bar{\lambda}_y) \leq 5$		
			$0,1 \leq m_x (m_y) \leq 5$	$5 < m_x (m_y) \leq 20$	$\bar{\lambda}_x (\bar{\lambda}_y) > 5$
12-й		0,25	$3,0 + 0,25m_y + 0,1 \bar{\lambda}_y$	—	—
		0,333	$2,0 + 0,25m_y + 0,1 \bar{\lambda}_y$	—	—
		0,5	$1,8 + 0,12m_y$	2,4	2,4
		1,0	$1,45 + 0,04m_y$	1,65	1,65
13-й		$\leq 0,5$	$(1,5 - 0,1m_y) - 0,02 (5 - m_y) \bar{\lambda}_y$	1,0	1,0
		1,0	$(1,25 - 0,05m_y) - 0,01 (5 - m_y) \bar{\lambda}_y$	1,0	1,0
		0,25	$1,8 - 0,02 (5 - m_y) \bar{\lambda}_y$	1,8	1,8
		0,5	$1,6 - 0,01 (5 - m_y) \bar{\lambda}_y$	1,6	1,6
		1,0	1,4	1,4	1,4

Примітка 1. Для типів перерізів 5 – 7-й при розрахунку значень A_f / A_w площу вертикальних елементів полиць не слід враховувати.

Примітка 2. Для типів перерізів 6 – 7-й значення η_5 приймається таким, що дорівнює значенню η для 5-го типу при тих самих значеннях A_f / A_w .

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006.
2. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014.
3. Металлические конструкции: учеб. / под ред. Е.И. Беленя. – М.: Высшая школа, 1986. – 591 с.
4. Файбишенко В.К. Металлические конструкции. – М.: Высшая школа, 1984.
5. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М. Металеві конструкції: підр. – Львів, 1994.
6. Лугченко О.І. Конспект лекцій з курсу «Металеві конструкції» (для студентів 3 курсу денної, 4 курсу заочної форм навчання і слухачів факультету післядипломної освіти напряму підготовки 6.060101 – Будівництво). – Х.: ХНАМГ, 2012. – 160 с.
7. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций. – М., 1991.

Навчальне видання

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

*до виконання практичних занять та самостійної роботи
з дисципліни*

«КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД»

*(для студентів 4-го курсу напряму підготовки
6.060102 – Архітектура)*

Укладач: **СЄДИШЕВ Євгеній Серафимович**

Відповідальний за випуск: *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *Є. С. Сєдишев*

План 2015, поз. 9М

Підп. до друку 03.09.2015

Формат 60 x 84/16

Друк на різнографі.

Ум. друк. арк. 2,9

Зам. №

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювачі:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4705 від 28.02.2014р.